

## Viabilidad de protección sísmica de edificios con disipadores de energía histerética

D. Domínguez(1), F. López-Almansa(2)

(1) Associate Professor, University of Talca, ddominguez@utalca.cl

(2) Professor, Technical University of Catalonia, francesc.lopez-almansa@upc.edu

### Resumen

Este documento explora la viabilidad del uso de disipadores de energía en edificaciones de baja y mediana altura ubicados en zonas sísmicas. Este estudio podrá ser aplicado en edificaciones nuevas y existentes. Para ello, se analizarán y compararán tres pórticos RC de 5, 10 y 15 pisos; cada pórtico será diseñado y analizado utilizando diferentes soluciones tradicionales, incluyendo la utilización de disipadores de energía histeréticos basados en la plastificación de metales. El comportamiento de estos pórticos, se analizará en términos de parámetros modales y curvas de capacidad (Pushover). La finalidad de este estudio, será determinar las ventajas y desventajas que presenta cada solución planteada en términos estructurales.

*Palabras-Clave: Disipadores de energía; Dispositivos histeréticos; Riostras chevrón*

### Abstract

This document explores the feasibility of using energy dissipators in low and medium height buildings located in seismic zones. This study may be applied in new and existing buildings. To do this, three RC frames of 5, 10 and 15 floors will be analyzed and compared; each frame will be designed and analyzed using different traditional solutions, including the use of hysterical energy dissipators based on metal plastification. The behavior of these frames will be analyzed in terms of modal parameters and capacity curves (Pushover). The purpose of this study will be to determine the advantages and disadvantages of each solution proposed in structural terms.

*Keywords: Energy dissipators; Hysteretic devices; Chevron braces*

## 1 Introducción

Un número importante de edificios en el mundo son altamente vulnerables a terremotos fuertes [1]–[4] debido principalmente a la falta de requisitos de diseño de los códigos de diseño anteriores y, de manera menos intensa, a deficiencias de construcción y a la alta incertidumbre inherente de los terremotos [5], [6], [50], [51]. Se han propuesto varias soluciones de diseño y modificación; estas soluciones se pueden agrupar ampliamente en estrategias tradicionales e innovadoras.

Las técnicas tradicionales consisten principalmente en el diseño de estructuras resistentes, rígidas y dúctiles [7]. Estas soluciones, han demostrado repetidamente su eficacia para reducir el daño después de fuertes eventos sísmicos; sin embargo, existen objeciones importantes: (i) el costo es, en general, excesivo, (ii) el impacto arquitectónico y funcional es importante y, principalmente, (iii) la ductilidad de la estructura, debido a que en caso de fuertes excitaciones, los daños se concentran en los elementos principales de las estructurales (muros, vigas y pilares). Para hacer frente a estas limitaciones, se han propuesto en los últimos años, dos enfoques innovadores principales: aislamiento de base [8], [9]–[14] y disipación de energía [15], [16], [50], [51].

El aislamiento de base (sísmico) consiste en incorporar a la cimentación del edificio, elementos ajenos a la estructura que son altamente flexibles en la dirección horizontal (comúnmente denominados como aisladores). De esta manera, el edificio se flexibiliza, alargando significativamente el periodo fundamental del mismo [8], [10], [17]. Este dispositivo desacopla el edificio del movimiento horizontal del suelo; por lo tanto, la fuerza de corte de la base de diseño se reduce drásticamente. Por otra parte, dado que la mayor parte de la tensión se concentra en la capa de aislamiento, la incorporación de amortiguación adicional a la construcción es altamente factible con este dispositivo, mejorando así su comportamiento estructural. El aislamiento de base, ha sido profundamente investigado reportándose muchas aplicaciones, particularmente en Chile. En la actualidad existen edificios aislados con este sistema que han demostrado su eficacia bajo la amenaza de fuertes terremotos, lo que confirma la eficacia de esta solución. Sin embargo, el aislamiento sísmico todavía tiene algunas limitaciones importantes [8], [17]–[19]: (i) los aisladores deben ser capaces de resistir el peso del edificio, (ii) esta tecnología no puede considerarse para edificios de gran altura, debido al importante peso que debe resistirse y debido al largo período fundamental de los edificios de base fija alta, (iii) el uso de estos dispositivos en suelos blandos es discutible, debido a los efectos de interacción del suelo-estructura, (iv) los desplazamientos de entrada permanentes cerca de las fallas activas pueden ser enormes, provocando que el diseño y las dimensiones de los aisladores sean enormes, y (v) el aislamiento no es efectivo contra ráfagas de viento.

La otra estrategia innovadora utilizada son los disipadores de energía, los cuales, tienen las características suficientes para superar la mayoría de las limitaciones evocadas por el uso del aislamiento de la base. Los disipadores de energía son dispositivos externos (independientes) al sistema estructural principal, en cuanto que no participan en soportar la carga de gravedad, solo son eficientes frente a las cargas horizontales (viento, sismo...) [20]. Estos dispositivos están conectados a la estructura, de manera que experimentan deformaciones importantes bajo movimientos de deriva o desplazamiento entre plantas. A través de estas deformaciones, los disipadores absorben energía, protegiendo así el resto de la construcción; Dicho de una manera más clara, pueden considerarse como "fusibles estructurales" (tratándose de los "eslabones más débiles") de la cadena estructural [21].

Finalmente otra de las características de estos dispositivos es su versatilidad en cuanto que pueden ser reemplazados fácilmente después de haber sido dañado por fuertes terremotos.

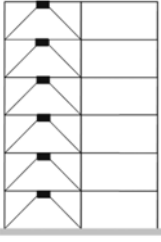
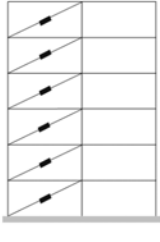
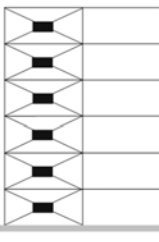
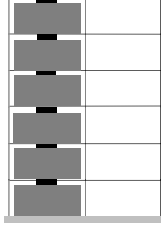

				
(a) Chevron braces con/sin disipadores de energía	(b) Diagonal braces con/sin disipadores de energía	(c) Double diagonal braces con/sin disipadores de energía	(d) Muros de ladrillo/muros de corte	(e) Juntas viga- columna

Fig. 1 – Disposición de disipadores de energía para protección sísmica en pórticos

La Fig. 1 muestra que, en la mayoría de los casos, los disipadores de energía para la protección sísmica de las estructuras del edificio están conectados al bastidor principal, mediante sistemas de arriostramiento adicionales (Fig. 1.a a Fig. 1.c). Además de estos sistemas, existen otros tipos de elementos tradicionales muy utilizados en zonas sísmicas debido a su sencillez y facilidad de montaje que mejoran sustancialmente el comportamiento de los elementos estructurales principales (vigas y pilares) de las edificaciones (Figura 1.e), como son los muros de albañilería y los muros de corte (Figura 1.d). Debido a los diferentes métodos existentes para mejorar el comportamiento sismorresistente, este estudio se enfoca en realizar un análisis comparativo entre las diferentes soluciones propuestas con la finalidad de determinar la eficiencia sísmica de cada uno de ellos: (i) **desnudo** (estructura convencional: con vigas y pilares), (ii) **estructura dual** (vigas, pilares y muros de corte), (iii) **arriostrado** (marco convencional con abrazaderas diagonales o Chevron braces (“V” invertida) de acero conectadas rígidamente a la estructura principal, en lugar de a través de disipadores) y (iv) **protegido** (estructura arriostrada utilizando disipadores).

Los aisladores de base no se han tenido en cuenta en este estudio, debido a las ventajas que muestra el uso de disipadores: (i) no necesitan resistir el peso del edificio, (ii) se pueden considerar para edificios de baja, media y gran altura, (iii) su diseño no depende de la interacción con el suelo, (iv) los efectos de falla cercana no afectan a los disipadores tan directamente como a los aisladores, debido a la nula interacción que tienen con el suelo, y (v) estos dispositivos son efectivos contra ráfagas de viento.

Dada la gran diversidad de disipadores en el mercado (histeréticos, friccionales, materiales viscoelásticos, fluidos viscosos, superelasticidad (aleaciones con memoria de forma) entre otros mecanismos), se ha decidido utilizar dispositivos de histéresis basados en la plastificación de metales. Se trata de un sistema tecnológico sencillo, fácil, rápido de colocar (solo requiere de elementos de refuerzo como son las riostras ajenas a la estructura principal) y económico debido a que no requiere excesivo mantenimiento. Debido a estas características, estos dispositivos podrían ser utilizados de manera masiva y factible en países sísmicos, independientemente del grado de desarrollo que tengan, debido al bajo coste que tendrían. Debido a la independencia que tienen estos dispositivos en la

estructura principal de la edificación, esta tecnología se considera muy versátil, debido a su facilidad de instalación que tiene para las construcciones nuevas, reformas y rehabilitaciones. En el mundo, varios edificios han sido equipados con estos dispositivos experimentando un comportamiento muy satisfactorio frente a eventos sísmicos; por ejemplo, el edificio Titanium (La Portada) de Santiago de Chile, se comportó adecuadamente bajo el terremoto de Maule de 8.8 grados en el año 2010. En Chile, debido a su gran sismicidad, durante los últimos años se han desarrollado otras investigaciones previas sobre el uso de los disipadores de energía [22], [23], [24].

## 1. Pórticos considerados

### 1.1 Consideraciones generales

En este estudio se han seleccionado tres pórticos de RC de 5, 10 y 15 plantas para representar a una gran cantidad de edificios de baja y mediana altura vulnerables en el mundo. Los elementos estructurales de los pórticos (vigas y pilares) analizados en este estudio, están diseñados y dimensionados siguiendo las regulaciones europeas de hormigón estructural EC-2 [25] y sismorresistente EC-8 [26], además de las Normativas españolas de Hormigón armado EHE-08 [27] y la sismorresistente NCSE-02 [28]. El diseño de estos pórticos, se ha complementado con algunos aspectos de la regulación americana de Hormigón estructural ACI 318 [29].

Estos pórticos se analizaron en un tipo de suelo de dureza media (Suelo tipo B), ubicado en una zona sísmica elevada, cuya aceleración es  $a_g = 0.4g$  (la más alta).

Las dimensiones utilizadas en el diseño de los diferentes elementos estructurales de los marcos (pilares y vigas), vienen determinadas en la siguiente tabla:

	Pilares de pórticos de 5 Plantas (cm <sup>2</sup> )	Pilares de pórticos de 10 Plantas (cm <sup>2</sup> )	Pilares de pórticos de 15 plantas (cm <sup>2</sup> )	Vigas (cm <sup>2</sup> )
1° Planta (0-4m)	40x40	60x60	70x70	
2° Planta (4-7m)	40x40	60x60	70x70	
3° Planta (7-10m)	40x40	60x60	70x70	
4° Planta (10-13m)	30x30	60x60	70x70	
5° Planta (13-16m)	30x30	50x50	70x70	
6° Planta (16-19m)	--	50x50	60x60	
7° Planta (19-22m)	--	50x50	60x60	
8° Planta (22-25m)	--	30x30	60x60	
9° Planta (25-28m)	--	30x30	60x60	30x40
10° Planta (28-31m)	--	30x30	50x50	
11° Planta (31-34m)	--	--	50x50	
12° Planta (34-37m)	--	--	50x50	
13° Planta (37-40m)	--	--	30x30	

14° Planta (40-43m)	--	--	30x30
15° Planta (43-46m)	--	--	30x30

Tabla 1. Dimensiones de pilares y vigas en los pórticos

Como se discutió en la sección 1, el objetivo de este trabajo es comparar el comportamiento sismorresistente de los elementos estructurales primarios (vigas y pilares), utilizando disipadores de energía histéreticos (basados en plastificación de metales) con otros tipos de soluciones tradicionales (aumento de secciones estructurales principales y uso de muros y riostras). Esta investigación, presenta un estudio detallado del comportamiento estructural para 4 tipos de soluciones diferentes:

1. Marco “desnudo” formado por vigas y pilares de hormigón armado (sin elementos de arriostramiento; muros y riostras).
2. Estructura porticada con marcos “arriostrados” (refuerzo en “V” invertida ó Chevron braces).
3. Estructura “dual”, formada por vigas, pilares y muros de corte de hormigón armado.
4. Estructura porticada con marcos arriostrados (Chevron braces), utilizando un dispositivo de disipación de energía. En este caso, se utilizará “disipadores histeréticos” basados en la plastificación de metales.

Para todos los casos analizados, los elementos principales de la estructura (pilares y vigas) han sido diseñados utilizando las dimensiones estructurales detalladas en tabla 1, es decir, sin tener en cuenta la resistencia de los dispositivos utilizados. Con este criterio, se realiza un estudio estructural comparativo para las cuatro soluciones planteadas. Se realizarán cálculos estáticos no lineales (Push-Over) [30], [31] donde se podrán comparar las ductilidades, los cortantes basales y los desplazamientos máximos de la planta más alta para las diferentes estructuras planteadas, estableciendo el daño estructural de los pórticos. Para determinar el índice de daño de las estructuras se utilizará el método RISK-UE [32], para los diferentes niveles de rendimiento estructural: Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de vida (LS) y Prevención de colapso (CP), establecido en FEMA 356 [33].

### 1.2 Descripción y diseño de los pórticos tradicionales

Los pórticos de hormigón armado considerados en este estudio están compuestos de 4 vanos de 5 metros de longitud, con una configuración regular en alzado y sección. El diseño de los mismos, responde a formas uniformes y regulares sin voladizos a lo largo de toda su altura; el primer piso tiene 4 m de altura y los restantes pisos una altura de 3 m. Por lo tanto, la altura total de las estructuras de 5, 10 y 15 pisos será de 16, 31 y 46 m, respectivamente.

Cada pórtico está formado por 5 columnas unidas entre sí por vigas de altura ( $b_w < h_w$ ). Las columnas tienen una sección cuadrada que varía entre 30 cm x 30 cm y 70 cm x 70 cm aumentando su sección en las plantas más bajas para cada uno de los pórticos, tal y como aparece en la tabla 1. Las dimensiones de todas las vigas son de  $b_w = 30$  x  $h_w = 40$  cm, añadiendo la porción de ancho efectivo de la losa especificado en el artículo 8.4.1.8 de la Norma ACI 318 (Figura 2) [29]; 28 cm de largo ( $h_b$ ) de 12 cm de espesor ( $h_f$ ) en la viga externa del pórtico ( $h_b \leq 4h_f$ ) y 28 cm de 12 cm de espesor a cada lado de las vigas interiores del pórtico ( $b_w + 2h_b \leq b_w + 8h_f$ ), favoreciendo así al “efecto diafragma” que se debe dar en el comportamiento estructural de las edificaciones.

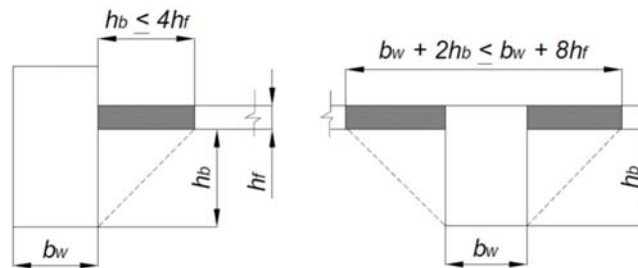


Figura 2; Anchos efectivos de las vigas

En los casos de los pórticos con estructura dual, se han utilizado muros de corte de hormigón armado de 15 cm de espesor ubicados en los vanos externos de los pórticos, tal y como se indica en la Figura 3a. Los pilares y las vigas utilizadas en los vanos internos de la estructura tendrán las dimensiones especificadas en la tabla 1, correspondiente a los pórticos sin ningún tipo de dispositivo.

En los pórticos con marcos arriostrados, se han utilizado abrazaderas “Chevron braces” de acero grado A36 [39], con perfiles HSS (sección cuadrada hueca). Las dimensiones de las secciones de estas riostras, están comprendidas entre 100mm x 3 mm, 160 mm x 10 mm y 200mm x 12 mm, para los edificios de 5, 10 y 15 pisos respectivamente. La ubicación de estas riostras será la misma que para los muros de corte; en los vanos externos de los pórticos (Figura 3b). Los elementos estructurales principales (vigas y pilares) correspondientes a los vanos internos de los pórticos, tendrán las dimensiones especificadas en la tabla 1.

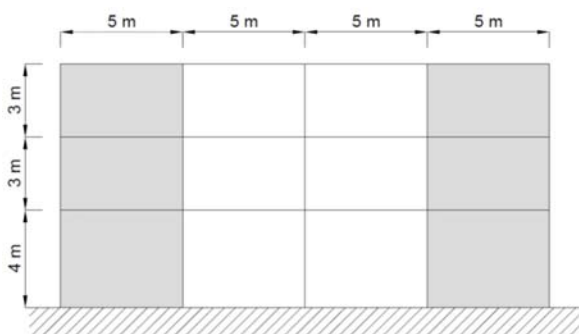


Figura 3a. Pórtico con muros

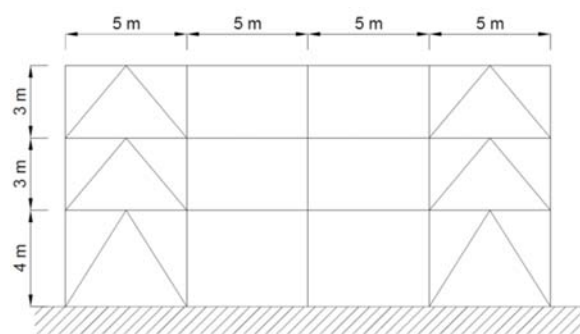


Figura 3b. Pórtico con riostras

### 1.3 Materiales utilizados

Siguiendo los criterios de las Normativas europeas y americanas, el uso que tienen los pórticos analizados es residencial, administrativo o equivalente, correspondiente a una carga en vivo de  $L = 3 \text{ kN/m}^2$ . El valor característico de la resistencia a la compresión del hormigón utilizado es  $f'_c = 30 \text{ MPa}$  y el límite elástico del acero de refuerzo es  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ . Para las abrazaderas con riostras, se ha utilizado acero grado A36.

### 1.4 Modelado estructural de los prototipos

El comportamiento estático de los pórticos prototipo se simula con el software SeismoStruct [40]. El modelado de estos edificios se llevó a cabo con elementos de barra finitos, implementando las formulaciones desarrolladas por [41]–[43]. Las secciones transversales de cada elemento estructural

(columnas y vigas) y las características de los materiales de construcción, se especificaron siguiendo los modelos propuestos por Bento et al. [44].

Dada la simetría y la regularidad de los pórticos analizados, su comportamiento estructural se representa mediante modelos planos. Las columnas y vigas están representados por barras de elementos finitos no lineales [41]–[43]; las no linealidades se concentran en las rótulas plásticas [45][46][47] ubicadas en los extremos de cada barra, correspondiente a una longitud máxima del 15% de la longitud total de cada elemento de acuerdo con investigaciones previas [45][46][47]; las uniones entre las columnas y las vigas se consideran rígidas; el comportamiento histerético de cada barra se realizará teniendo en cuenta las dimensiones, las formas de las secciones estructurales, el armado existente y las características y las propiedades de los materiales. La exactitud del comportamiento estructural de cada elemento, dependerá del número de fibras en que se dividan los mismos; en este estudio la discretización utilizada para cada sección es de 300 fibras. La utilización de un mayor número de fibras provoca un mayor tiempo de proceso de los cálculos computacionales.

Debido al agrietamiento del hormigón tensado, la rigidez inicial de los miembros estructurales se reduce; basándose en parámetros seccionales brutos, reduciéndose el módulo de elasticidad del hormigón, tal y como se indica en [48] [49]. El comportamiento seccional de cada barra se basa en las propiedades promedio de los materiales, en lugar de los característicos; en el caso del hormigón, la resistencia a la compresión promedio es  $f_c = f_c' + 8 = 38$  MPa.

Las riostras han sido calculadas como elementos elásticos indeformables, de manera que ninguno de estos elementos con sección HSS, pudiera pandear.

Para acabar, el factor de amortiguación global para la estructura es del 5%.

### 1.5 Período fundamental, peso y fuerzas sísmicas de los pórticos prototipo

Para cada pórtico analizado, se lleva a cabo un análisis modal lineal; el peso sísmico corresponde a la carga muerta y al 30% del vivo [26]. La Tabla 2 y la Tabla 3 muestran el período fundamental y el peso sísmico del pórtico, respectivamente.

No. of stories	Weight Bare frame (kN)	Weight Frame with Braced (Chevron braces) (kN)	Weight Protected Frame (with energy dissipators) (kN)	Weight Frame with shear walls (kN)
5	3384	3413	3413	3765
10	7161	7350	7350	7620
15	11068	11540	11540	11760

Table 2 – Peso estructura  $W$  (kN) de los pórticos analizados

No. of stories	Fundamental Period Bare Frame (s)	Fundamental Period Frame with Braced (Chevron braces)	Fundamental Period Protected Frame (with	Fundamental Period Frame with shear walls (s)
----------------	---	--	--	--

		(s)	energy dissipators) (s)	
5	0.502	0.393	0.393	0.384
10	1.186	0.541	0.541	0.602
15	1.602	0.802	0.802	0.851

Table 3 – Periodo fundamental (s) de los pórticos analizados

Una vez obtenidos los pesos y los periodos fundamentales de cada pórtico, se procede al cálculo de las fuerzas sísmicas utilizando la Normativa sismorresistente europea EC-8 [26]. Los resultados obtenidos vienen reflejados en la siguiente tabla:

Plantas	Fuerzas sísmicas de los porticos sin dispositivos (kN)	Fuerzas sísmicas con riostras (Chevron braces) (kN)	Fuerzas sísmicas con dispositivos antisísmicos (disipadores de energía) (kN)	Fuerzas sísmicas con muros de corte (kN)
1	119.0052099	153.3144451	153.3144451	173.0904447
2	208.2591174	268.3002789	268.3002789	302.9082782
3	297.5130248	383.2861127	383.2861127	432.7261118
4	386.7669323	498.2719466	498.2719466	562.5439453
5	476.0208397	613.2577804	613.2577804	692.3617788
Plantas	Fuerzas sísmicas de los porticos sin dispositivos (kN)	Fuerzas sísmicas con riostras (Chevron braces) (kN)	Fuerzas sísmicas con dispositivos antisísmicos (disipadores de energía) (kN)	Fuerzas sísmicas con muros de corte (kN)
1	30.60569939	68.5269444	68.5269444	63.84542368
2	53.55997392	119.9221527	119.9221527	111.7294914
3	76.51424846	171.317361	171.317361	159.6135592
4	99.468523	222.7125693	222.7125693	207.497627
5	122.4227975	274.1077776	274.1077776	255.3816947
6	145.3770721	325.5029859	325.5029859	303.2657625
7	168.3313466	376.8981942	376.8981942	351.1498302
8	191.2856212	428.2934025	428.2934025	399.033898
9	214.2398957	479.6886108	479.6886108	446.9179658
10	237.1941702	531.0838191	531.0838191	494.8020335
Plantas	Fuerzas sísmicas de los porticos sin dispositivos (kN)	Fuerzas sísmicas con riostras (Chevron braces) (kN)	Fuerzas sísmicas con dispositivos antisísmicos (disipadores de energía) (kN)	Fuerzas sísmicas con muros de corte (kN)
1	12.18377633	33.89890658	33.89890658	32.52788575
2	21.32160858	59.32308651	59.32308651	56.92380005
3	30.45944082	84.74726645	84.74726645	81.31971436
4	39.59727307	110.1714464	110.1714464	105.7156287
5	48.73510532	135.5956263	135.5956263	130.111543



6	57.87293757	161.0198063	161.0198063	154.5074573
7	67.01076981	186.4439862	186.4439862	178.9033716
8	76.14860206	211.8681661	211.8681661	203.2992859
9	85.28643431	237.2923461	237.2923461	227.6952002
10	94.42426656	262.716526	262.716526	252.0911145
11	103.5620988	288.1407059	288.1407059	276.4870288
12	112.699931	313.5648859	313.5648859	300.8829431
13	121.8377633	338.9890658	338.9890658	325.2788575
14	130.9755955	364.4132457	364.4132457	349.6747718
15	140.1134278	389.8374257	389.8374257	374.0706861

Tabla 4. Fuerzas sísmicas de los pórticos analizados utilizando EC-8

## 2. Sistemas de amortiguación para los dispositivos seleccionados

### 2.1 Descripción general

El sistema de amortiguación propuesto, consiste en utilizar sistemas de arriostramiento adicionales, instalando disipadores de energía histéresicos entre estos elementos y la estructura principal, tal y como se indica en la figura 1.a a la figura 1.c. La solución que usa solamente arriostramientos “Chevron” (Fig. 3b) también han sido considerados. Como se muestra en la figura 6, los dispositivos están instalados en todas las plantas; esto garantiza un comportamiento uniforme a lo largo de la altura del pórtico (uniformidad vertical). El objetivo de la simetría de alzado, colocando dos dispositivos por planta en cada extremo del pórtico es obtener resistencia a torsión. La figura 6 representa la ubicación de los dispositivos en cada planta del pórtico. Notablemente, los disipadores se pueden mover libremente a lo largo de sus fachadas sin alterar la simetría del plano y la resistencia a la torsión.

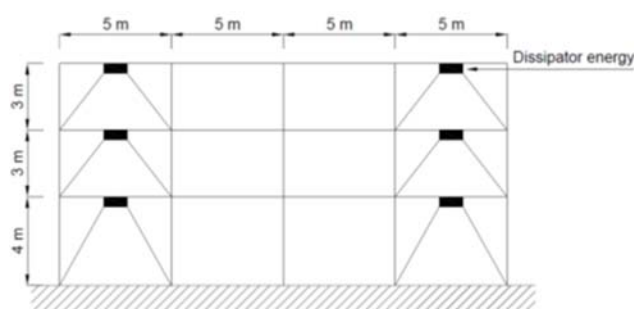


Fig. 6 – Colocación de los disipadores de energía

### 2.2 Disipadores histeréticos

Dado que el objetivo final de esta investigación, es promover el uso masivo de disipadores de energía histéreticos para la protección sísmica de edificios vulnerables, no se dan recomendaciones específicas para ningún dispositivo específico. Por ejemplo, los dispositivos que se instalaron en el edificio de Titanium (Chile) podrían ser adecuados. La caracterización y modelización del comportamiento histerético de los disipadores se realiza por tres parámetros principales: fuerza de fluencia, rigidez inicial (elástica) y relación después de la fluencia.

Para determinar los parámetros necesarios en el modelado de los disipadores de energía, se ha utilizado el método explicado en el apartado 4.3 y detallado en [52].

### 2.3 Diseño de los disipadores

La energía que puede disiparse en todo el edificio en una dirección determinada, no puede obtenerse simplemente agregando las capacidades energéticas de cada planta; depende de la distribución entre las diferentes plantas, de la energía disipada y de las excentricidades accidentales entre sus centros de masa y rigidez. Para hacer frente a este problema, se han propuesto varias formulaciones. Para este estudio se ha seleccionado un método que determina la variación de la rigidez y de las fuerzas de fluencia a lo largo de la altura del edificio, considerándose el enfoque explicado en [52]. Esta formulación tiene como objetivo, obtener una distribución bastante uniforme de la ductilidad acumulada  $\eta$  en cada nivel a lo largo de la altura del edificio. La fuerza de corte de fluencia en el piso  $i$ -ésimo ( $V_{yi}$ ) se normaliza con respecto al peso sobre ese piso:

$$\alpha_i = \frac{V_{yi}}{\sum_{j=i}^N W_j} \quad (1)$$

En la ecuación (1),  $W_j$  es el peso del piso  $j$ -ésimo y  $N$  es el número de plantas. Esta formulación, considera la influencia de la distribución vertical de la rigidez lateral de la estructura principal. La variación de  $\alpha_i$  obedece a la siguiente ecuación exponencial:

$$\frac{\alpha_i}{\alpha_1} = \exp \left[ \left( 1 - 0.02 \frac{k_1^t}{k_N^t} - 0.16 \frac{T_F}{T_G} \right) \frac{i-1}{N} - \left( 0.5 - 0.05 \frac{k_1^t}{k_N^t} - 0.3 \frac{T_F}{T_G} \right) \left( \frac{i-1}{N} \right)^2 \right] \quad (2)$$

En la ecuación (2),  $k_i^t$  es la rigidez lateral del piso  $i$ -ésimo,  $T_F$  es el período fundamental del edificio en la dirección considerada y  $T_G$  es el período de esquina del espectro de diseño  $V_E$  (figura 2), donde  $T_G$  separa las ramas iniciales y horizontales.

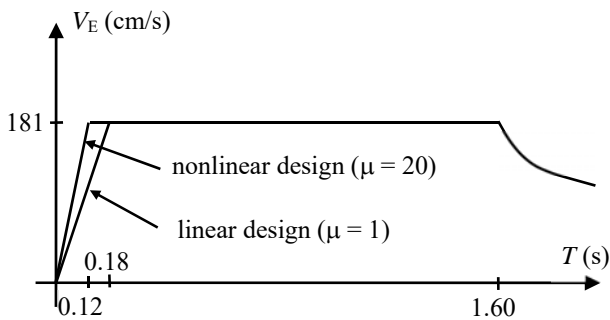
Con todo ello, los valores de cálculo utilizados en este estudio son  $\alpha_1$  son 0.02, 0.03 y 0.05 para los pórticos de 5, 10 y 15 plantas. De la misma manera, los valores  $K_1$ , son de 5, 10 y 15 respectivamente.

### 3. Demanda sísmica

La demanda sísmica se da como valores de entrada de energía al edificio (energía total del terremoto) y energía histérica ( $E_I$  y  $E_H$ ) expresadas en términos de velocidades equivalentes  $V_E$  y  $V_D$  según  $V_E = \sqrt{2 E_I / m}$  y  $V_D = \sqrt{2 E_H / m}$ , donde  $m$  es la masa del edificio. Para el diseño práctico resistente a terremotos basado en la energía,  $V_E$  se obtiene de los espectros de energía de diseño disponibles, y  $V_D$  se estima a partir de  $V_E$  mediante expresiones empíricas de la relación  $V_D/V_E$ :  $V_D = V_E (V_D/V_E)$ . Dado que los espectros de diseño se obtienen después del análisis de un número importante de movimientos sísmicos fuertes representativos, esta estrategia puede proporcionar un nivel adecuado de seguridad. Entre otros investigadores, [53] propusieron espectros de entrada de energía de diseño para regiones de sismicidad moderada y [54], [55], [56] propusieron espectros de entrada de energía de diseño para regiones de sismicidad moderada a alta basadas en registros colombianos y turcos, respectivamente. Estos espectros de energía de entrada  $V_E$  dependen de las características del suelo, la aceleración del diseño sísmico, la magnitud de los terremotos esperados y el tipo de entrada sísmica (relevancia de los pulsos de velocidad); por el contrario, no dependen ni de la masa ni de los parámetros de

amortiguación. Además, excepto en el rango de corto período, los espectros  $V_E$  también son independientes de la supuesta ley constitutiva de histéresis. Varios investigadores [53], [55]–[60], han derivado expresiones empíricas de la relación  $V_D/V_E$ ; tales expresiones dependen del tipo de suelo, la amortiguación estructural, el período fundamental de la estructura y el desplazamiento o la ductilidad acumulada. La obtención de energía de entrada y la de histéresis para los pórticos con disipadores de energía se describe a continuación.

**Energía de entrada en términos de velocidad equivalente ( $V_E$ ).** En este estudio, la demanda sísmica se deriva después de los espectros de diseño propuestos en [53], [55], [56]. Estos espectros, dependen de las características del suelo (rígido / suave), la aceleración del diseño sísmico, la magnitud de los terremotos previstos ( $M_s \leq 5.5$  y  $M_s > 5.5$ ) y el tipo de entrada sísmica (parecida a un pulso / no similar al pulso). En cuanto al tipo de suelo, la roca, se identifica ampliamente con suelo rígido. Dado que los estudios en [53], [55], [56], se lleva a cabo suponiendo una aceleración de diseño de  $0,4g$ , se puede suponer de forma conservadora que  $M_s > 5.5$ . Acerca de la presencia de pulsos de velocidad; dado que los pulsos de velocidad son más comunes en los mecanismos de golpe y deslizamiento, los acelerogramas esperados no serán parecidos a los que tengan pulsos. Para condiciones de suelos duros y blandos, los espectros  $V_E$  propuestos en [53], [55], [56] se muestran en la figura 2.a y la figura 2.b, respectivamente. Para los análisis lineales  $\mu = 1$ , siendo  $\mu$  la ductilidad de desplazamiento, los espectros de la figura 2 contienen una rama inicial de crecimiento lineal en el rango de período corto, una meseta en el rango de período medio y una rama descendiente en el rango de período largo. Los períodos iniciales y las ordenadas espectrales para la meseta se indican en la Fig. 2; los exponentes de las ramas descendentes son 1,2 y 0,65 para suelo rígido y blando, respectivamente. Excepto en el rango de corto período, la energía de entrada es una cantidad altamente estable [57] con respecto a los parámetros de histéresis y amortiguamiento de la estructura considerada. Por lo tanto, para el comportamiento no lineal (es decir,  $\mu > 1$ ), la única modificación requerida es un aumento de la pendiente de rama de crecimiento inicial. Este aumento de la pendiente, dará como resultado una reducción del período; por ejemplo, para  $\mu = 20$ , la relación entre ambas pendientes es 1.41 y 1.56 para suelo rígido y blando, respectivamente. Por lo tanto, los períodos se convierten en  $0.18 / 1.41 = 0.12$  s (suelo rígido) y  $0.28 / 1.56 = 0.18$  s (suelo blando), como se muestra en la Fig. 2. Ambos espectros lineales y no lineales son característicos, es decir, corresponden al 95% percentil, con un período de retorno de 475 años. Los valores de  $V_E$  para los pórticos prototipo correspondientes, se obtienen reemplazando los períodos fundamentales en los espectros de la Fig. 2. Notablemente, todos los períodos analizados en este estudio se encuentran, en la meseta de los espectros (rango de periodos intermedios).



(a) Espectro lineal / no lineal para suelo rígido      (b) Espectro lineal / no lineal para suelo blando

Fig. 2 – Espectros de diseño de energía de entrada [55], [56]

**Energía histerética ( $E_H$ ).** El espectro de  $V_D$  se obtiene comúnmente multiplicando el espectro  $V_E$  por un valor conveniente de la relación  $V_D / V_E$ ; tal relación depende principalmente del factor de amortiguación  $\zeta$ , la ductilidad de desplazamiento  $\mu$  y el período fundamental de la construcción  $T_F$ . Las referencias [55], [56] contienen estudios de regresión lineal, que proporcionan expresiones promedio  $V_D / V_E = a T_F + b$ , donde los coeficientes  $a$  y  $b$  dependen de  $\zeta$  y  $\mu$ . La energía histerética puede obtenerse después de la ecuación de equivalencia  $V_D = \sqrt{2 E_H / m}$ . En este estudio, los coeficientes  $a$  y  $b$  se seleccionan para  $\zeta = 0.05$  y  $\mu = 10$ : tanto para roca como para suelo blando,  $a = 0.88$  y  $b = -0.054$  [55], [56]. Estos valores en  $\zeta$  y  $\mu$ , se eligen para que correspondan a las condiciones promedio. Notablemente, un análisis más preciso requeriría un proceso iterativo en términos de demanda de ductilidad; sin embargo, debe enfatizarse que, para valores de  $\mu$  superiores a aproximadamente 5, la relación  $V_D / V_E$  es bastante insensible a ese parámetro.

#### 4. Análisis estático no lineal (Pushover)

Se han realizado análisis estáticos no lineales (push-over) [30], [31] bidimensionales usando el modelo descrito en la sección 2, utilizando el programa [40].

Las figuras 9, 10 y 11, muestran las curvas de capacidad (Cortante basal / Desplazamiento) para cada uno de los prototipos analizados (con y sin dispositivos). El eje vertical y horizontal de las figuras, muestra la relación existente entre la fuerza de corte basal en planta baja y el desplazamiento de la última planta para cada uno de los pórticos analizados. Además, en cada una de las figuras se representa con una línea vertical los límites de daño establecidos por el método RISK-EU [32] para pórticos; Daño leve, Daño moderado, Daño severo y Daño completo. Por otra parte, en cada una de las curvas aparecen 3 puntos que indican los diferentes niveles de rendimiento estructural para los diferentes periodos de retorno; (●) Ocupación Inmediata (IO), (●) Seguridad de vida (LS) y (●) Prevención de colapso (CP), según específica FEMA 356 [61] y ATC-40 [62]. Con estas representaciones, se obtendrá el estado estructural en que se encuentra cada uno de los pórticos para cada nivel de daño, según la deformación o desplazamiento permanente que tenga cada pórtico.

El análisis estático no lineal (pushover), se lleva a cabo utilizando los modelos numéricos descritos en la subsección 2.4; los efectos de segundo orden se explican teniendo en cuenta en los análisis los efectos P-delta. En este estudio, la variación de las fuerzas de empuje a lo largo de la altura del edificio es triangular. La Fig. 9, la Fig. 10 y la Fig. 11 muestran las curvas de capacidad obtenidas para los pórticos de 5, 10 y 15 pisos, en términos de fuerza de corte en la base y desplazamiento del piso superior.

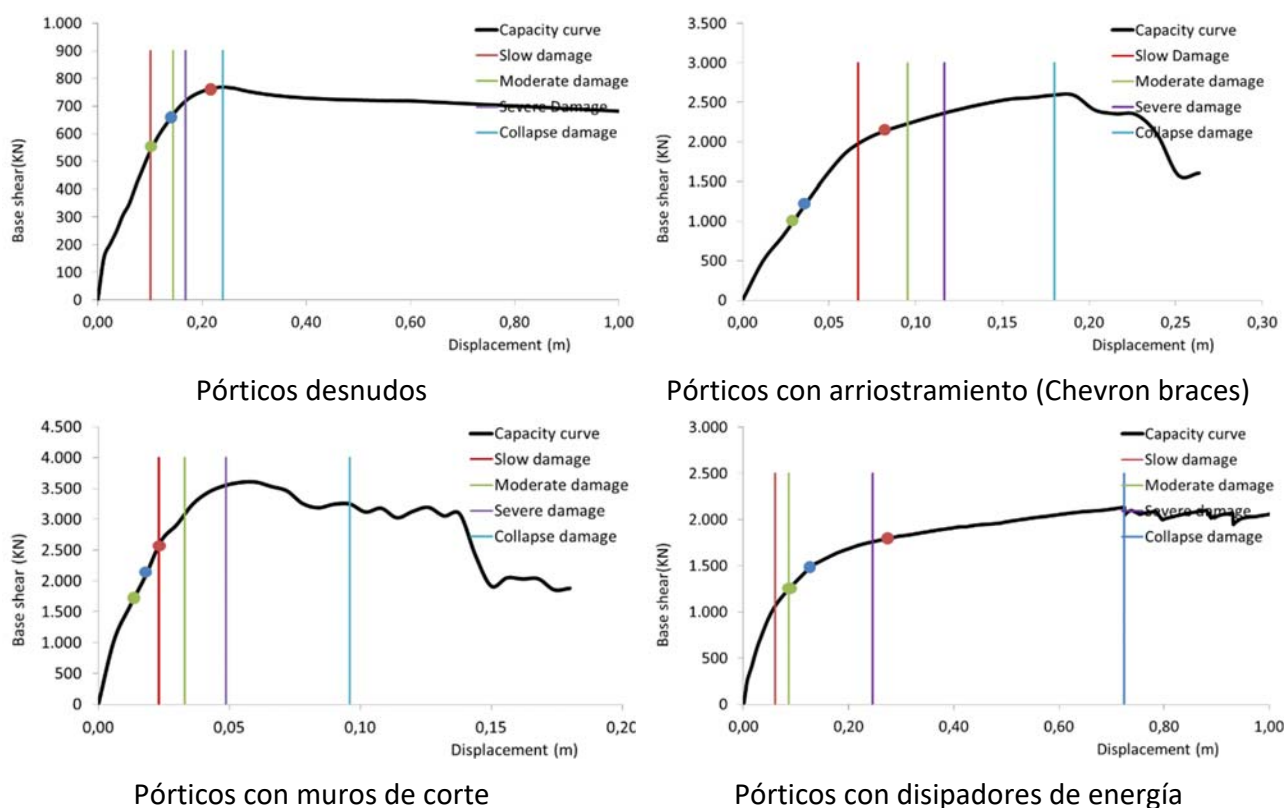
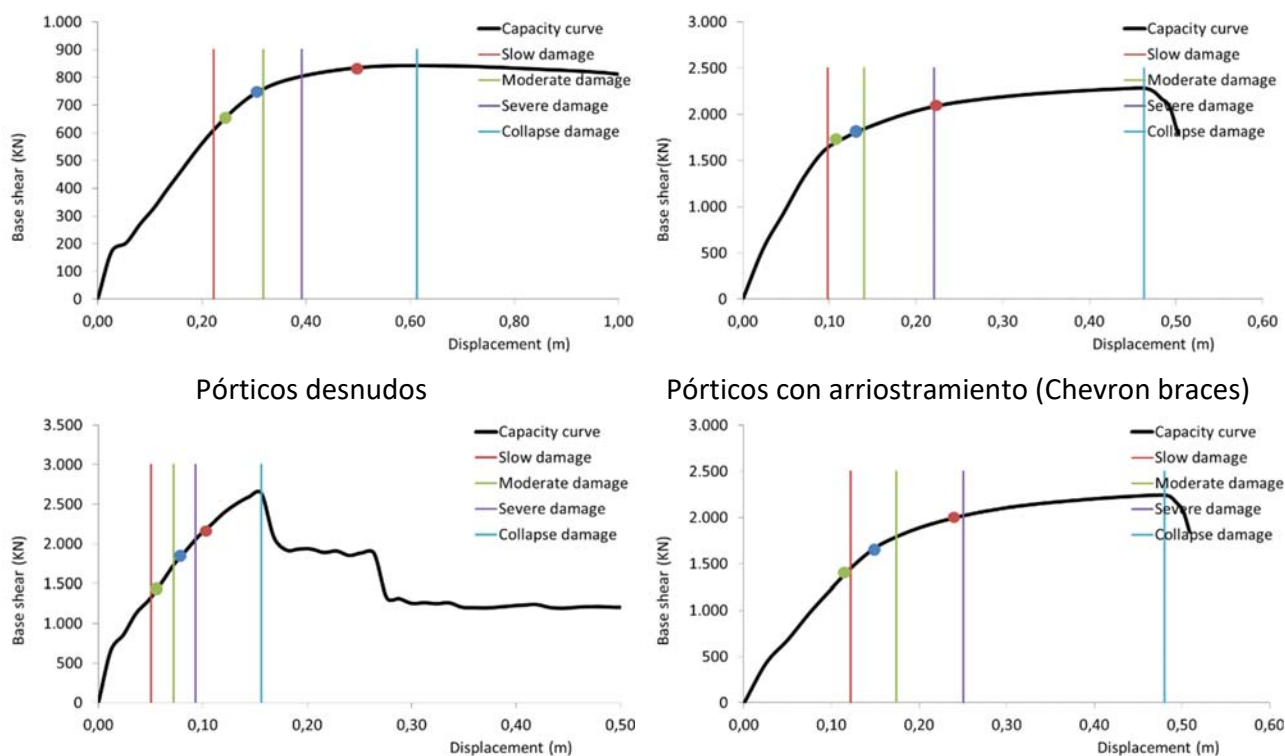


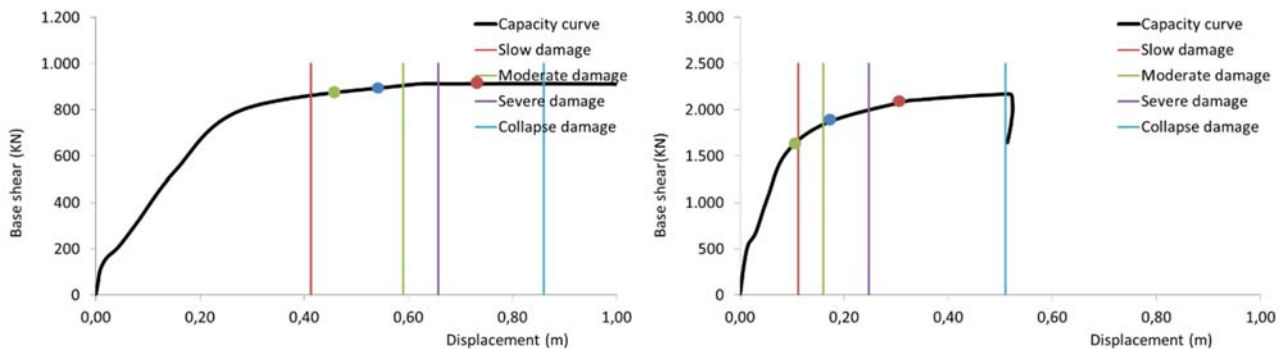
Fig. 9 – Curvas de capacidad para los pórticos de 5 alturas (cortante basal vs desplazamiento máximo)



Pórticos con muros de corte

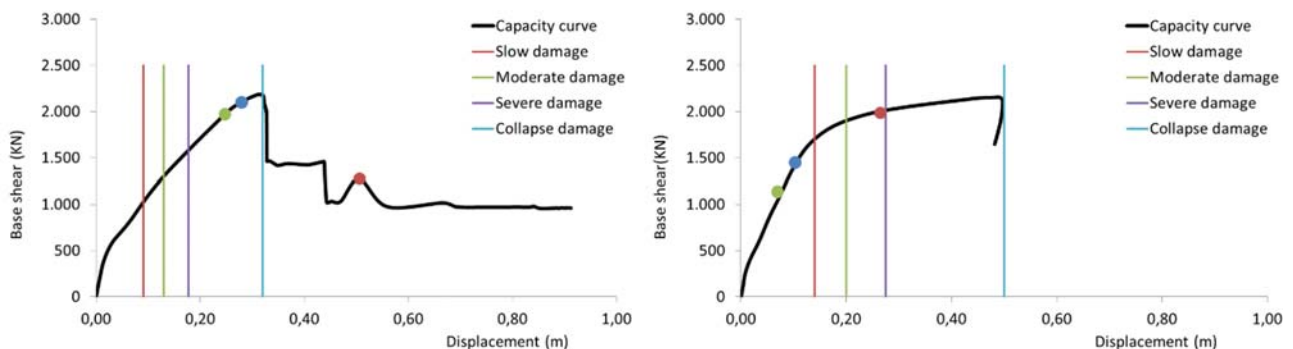
Pórticos con disipadores de energía

Fig. 10 – Curvas de capacidad para los pórticos de 10 alturas (cortante basal vs desplazamiento máximo)



Pórticos desnudos

Pórticos con arriostramiento (Chevron braces)



Pórticos con muros de corte

Pórticos con disipadores de energía

Fig. 11 – Curvas de capacidad para los pórticos de 15 alturas (cortante basal vs desplazamiento máximo)

La Fig. 9, la Fig. 10 y la Fig. 11 muestran un comportamiento regular y esperado; la capacidad de los edificios es mayor para edificios con demandas sísmicas superiores y para edificios con sistemas duales (p. Ej. Con muros estructurales) y arriostrados con/sin disipadores de energía, los cuales, son más rígidos que los pórticos sin dispositivos. Además, se muestra que el uso de dispositivos ajenos a la estructura principal aumenta la resistencia (cortante basal) de los pórticos (3 veces en los 5 alturas y 2.5 veces en los de 10 y 15 alturas), disminuyendo su desplazamiento máximo en torno a la mitad, respecto de los pórticos desnudos.

Las figuras 9, 10 y 11, determinan que el uso de disipadores de energía en edificios de baja altura no es efectivo respecto de las soluciones rígidas tradicionales de uso de muros y riostras. La efectividad de disipadores de energía respecto de las soluciones tradicionales aumenta con la altitud de los pórticos, siendo esta solución la más efectiva en los edificios de 15 alturas.

Por otra parte, la efectividad del uso de muros de corte se produce en los edificios de baja altura, siendo la mejor solución en los edificios de 5 alturas. Por el contrario, la efectividad de esta solución disminuye a medida que se aumenta la altura de los pórticos, convirtiéndose en la peor solución en los casos de 15 alturas, tal y como se muestra en la Figura 11, donde los puntos de rendimiento están cercanos o han sobrepasado el límite de colapso.

Para terminar con las conclusiones establecidas en los análisis estáticos no lineales, las tablas 6, 7 y 8, representan las deformaciones plásticas ( $d_y$ ) y últimas ( $d_u$ ) obtenidas de las curvas de capacidad de las figuras 9, 10 y 11. La deformación plástica ( $d_y$ ) se obtendrá utilizando el método gráfico de igualdad de áreas explicado en [61] y [62]. Además, para cada pórtico se obtendrá la ductilidad ( $\mu=d_u/d_y$ ), obtenida como el cociente entre la deformación última y la plástica.

Tipo edificio	Pórticos desnudos (m)	Pórticos con riostras (m)	Pórticos con muros (m)	Pórticos con disipadores (m)
Deformación plástica ( $d_y$ )	0.1445	0.095	0.033	0.170
Deformación última ( $d_u$ )	0.240	0.179	0.06	0.325
Ductilidad ( $\mu=d_u/d_y$ )	1.66	1.88	1.82	1.91

Tabla 6. Pórticos de 5 plantas

Tipo edificio	Pórticos desnudos (m)	Pórticos con riostras (m)	Pórticos con muros (m)	Pórticos con disipadores (m)
Deformación plástica ( $d_y$ )	0.312	0.169	0.108	0.2211
Deformación última ( $d_u$ )	0.613	0.463	0.156	0.468
Ductilidad ( $\mu=d_u/d_y$ )	1.96	2.74	1.45	2.12

Tabla 7. Pórticos de 10 plantas

Tipo edificio	Pórticos desnudos (m)	Pórticos con riostras (m)	Pórticos con muros (m)	Pórticos con disipadores (m)
Deformación plástica ( $d_y$ )	0.396	0.231	0.183	0.172
Deformación última ( $d_u$ )	0.781	0.553	0.271	0.493
Ductilidad ( $\mu=d_u/d_y$ )	1.97	2.40	1.45	2.86

Tabla 8. Pórticos de 15 plantas

Es de destacar como los pórticos de 5 plantas tienen ductilidades similares. Por otra parte, las ductilidades de los pórticos con muros de corte disminuyen significativamente a medida que aumentan de altura, disminuyendo hasta un 20% en el pórtico de 15 plantas. Por el contrario, la ductilidad aumenta significativamente con el uso de riostras y disipadores en los casos de mayor altura, siendo muy relevante el aumento de la ductilidad producido en los pórticos de 15 plantas con el uso de

disipadores, incrementándose hasta un 50% si se compara con la ductilidad del pórtico de 5 plantas usando este mismo dispositivo.

## 5. Conclusiones

La eficacia de los disipadores de energía se ve reflejada a medida que los pórticos aumentan de altura.

En los pórticos con menor altura, es preferible el uso de muros de corte. A medida que los pórticos van aumentando su altura, la eficacia de los muros va disminuyendo. Por el contrario, el uso de riostras y disipadores, mejora su rendimiento a medida que los pórticos tienen mayor altura.

La ductilidad de los edificios de 5 alturas es similar en todos los casos, independientemente del dispositivo que se utilice. A medida que los pórticos aumentan de altura, la ductilidad de los mismos aumenta significativamente con el uso de riostras y disipadores, mientras que los pórticos con muros disminuyen considerablemente.

La existencia de muros de corte en los pórticos, aumentan los cortantes basales de las plantas bajas de manera significativa. Esta afirmación se vuelve menos relevante a medida que los edificios aumentan de altura.

## 6. References

- [1] R. L. Bonett Díaz, *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Universitat Politècnica de Catalunya, 2003.
- [2] O.-S. Kwon and A. Elnashai, "The effect of material and ground motion uncertainty on the seismic vulnerability curves of RC structure," *Eng. Struct.*, vol. 28, no. 2, pp. 289–303, 2006.
- [3] C. Caicedo Caicedo, H. A. Barbat Barbat, J. A. Canas Torres, and R. Aguiar Falconí, *Vulnerabilidad sísmica de edificios*. Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria (CIMNE), 1994.
- [4] P. Gueguen, *Seismic vulnerability of structures*. John Wiley & Sons, 2013.
- [5] F. López-Almansa, D. Domínguez, and A. Benavent-Climent, "Vulnerability analysis of RC buildings with wide beams located in moderate seismicity regions," *Eng. Struct.*, vol. 46, pp. 687–702, 2013.
- [6] D. Domínguez, F. López Almansa, and A. Benavent Climent, "Seismic vulnerability analysis of wide-beam buildings in Spain," 2012.
- [7] G. Minke, *Manual de construcción para viviendas antisísmicas de tierra*. Forschungslabor für Experimentelles Bauen Universidad de Kassel, 2001.
- [8] Anon, "BASE ISOLATORS FOR SEISMIC PROTECTION.," *Indian Concr. J.*, vol. 62, no. 1, pp. 8–9, 33, 1988.
- [9] L. Wei, F. Zhou, and L. Wenguang, "Application of combined base isolation to buildings," *J. Earthq. Eng. Eng. Vib.*, vol. 27, no. 2, pp. 158–163, 2007.
- [10] Y. L. Liu, C. M. Li, and T. L. Yan, "Dynamic Analysis of the Base Isolator Structure," *Adv. Mater. Res.*, vol. 143–144, pp. 832–836, 2010.
- [11] H. A. Hadad, A. Calabrese, S. Strano, and G. Serino, "A Base Isolation System for Developing Countries Using Discarded Tyres Filled with Elastomeric Recycled Materials," *J. Earthq. Eng.*, vol. 21, no. 2, pp. 246–266, 2017.
- [12] Y.-L. Liu, X.-B. Dang, P. Yang, and Y.-P. Su, "Non-linear dynamic analysis of the base isolated structure," *World Inf. Earthq. Eng.*, vol. 23, no. 2, 2007.
- [13] D. Bitca, E. Ursu, and P. Ioan, "Seismic base isolators for a silo supporting structure," in *5NCEES*, 2014.
- [14] H. Yamada, H. Katsuchi, E. Sasaki, and L. Bahbouh, "Proposed plan of base isolation for low rise buildings," in *EASEC-11 - Eleventh East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction*, 2008.
- [15] J. I. Restrepo and A. Rahman, "Seismic Performance of Self-Centering Structural Walls Incorporating Energy Dissipators," *J. Struct. Eng.*, vol. 133, no. 11, pp. 1560–1570, 2007.
- [16] E. Segué, F. L. Almansa, and I. R. Cantalapiedra, "Seismic Protectio of Timber Platform Frame Buildi G Structures With Hysteretic E Ergy Dissipators . Feasibility Study," *WCTE 2014 - Word Conf. Timber Eng.*, 2014.
- [17] L. Su, G. Ahmadi, and I. G. Tadjbakhsh, "Comparative Study of Base Isolation Systems," *J. Eng. Mech.*, vol. 115, no.



- 9, pp. 1976–1992, 1989.
- [18] A. Tena-Colunga and M. Á. Pérez-Osornio, “Design displacements for base isolators considering bidirectional seismic effects,” *Earthq. Spectra*, vol. 22, no. 3, pp. 803–825, 2006.
  - [19] L. Su, G. Ahmadi, and I. G. Tadjbakhsh, “Comparative study of base isolation systems,” *J. Eng. Mech.*, vol. 115, no. 9, 1989.
  - [20] Various, “Seismic Retrofit of Vulnerable Buildings in Spain With Hysteretic Energy,” no. 1, pp. 1–13.
  - [21] F. Lopez-Almansa and S. Oller, “Numerical solution of the equations of motion of multi-story buildings with severe nonlinearities,” *Rev. Int. Metod. Numer. PARA Calc. Y Disen. EN Ing.*, vol. 30, no. 3, pp. 194–202, 2014.
  - [22] J. OU and B. WU, “Experimental Study on Behavior of Composite Steel Plate Yielding Energy Dissipators and Its Effectiveness on Absorbing Seismic Vibration of Steel Tall Buildings [J],” *J. Build. Struct.*, vol. 1, p. 4, 2001.
  - [23] G. Palazzo, F. Crisafulli, and F. López Almansa, “Los disipadores de energía por plastificación de metales en el diseño por capacidad,” *Proc. Encuentro Investig. y Docentes Ing. Mendoza, Argentina*, 2006.
  - [24] O. J. W. Bin, “EXPERIMENTAL COMPARISON OF THE PROPERTIES OF FRICTION AND MILD STEEL YIELDING ENERGY DISSIPATORS AND THEIR EFFECTS ON REDUCING VIBRATION OF STRUCTURE UNDER EARTHQUAKES [J],” *Earthq. Eng. Eng. Vib.*, vol. 3, p. 9, 1995.
  - [25] E. C. for S. (CEN), “Design of concrete structures—Part 1-2: General rules—Structural fire design,” *EN 1992 Eurocode 2*, 2004.
  - [26] EN1998-1:2004, “Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1 : General rules, seismic actions and rules for buildings,” in *Eurocode 8*, vol. 1, no. English, 2004, p. 231.
  - [27] I. del Hormigón Estructural, “EHE-08,” *Madrid, Minist. Fomento, Secr. Gen. Técnica*, 2008.
  - [28] S. S. S. Committee, “Seismic construction standard: general and building (NCSE-02).” Ministry of Development: Madrid, 2002.
  - [29] A. C. I. Committee, A. C. Institute, and I. O. for Standardization, “Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary,” 2008.
  - [30] S. Kim and E. D’Amore, “Push-over analysis procedure in earthquake engineering,” *Earthq. Spectra*, vol. 15, no. 3, pp. 417–434, 1999.
  - [31] A. K. Chopra and R. K. Goel, “A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 33, no. 8, pp. 903–927, 2004.
  - [32] H. A. Barbat Barbat, Y. F. Vargas Alzate, L. Pujades Beneit, and J. E. Hurtado Gomez, “Evaluación probabilista del riesgo sísmico de edificios de hormigón armado con base en la degradación de la rigidez,” in *Actas del VI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Bucaramanga, Colombia*, 2013, pp. 1–21.
  - [33] B. S. S. Council, “Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings,” *Rep. FEMA-356, Washington, DC*, 2000.
  - [39] A. ASTM, “36—Standard Specification for Carbon Structural Steel,” *Hot Roll. Steel*, 2008.
  - [40] S. Seismosoft, “v7. 0—A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures, 2014,” *Available.[Accessed 13 April 2016]*.
  - [41] A. Neuenhofer and F. C. Filippou, “Evaluation of nonlinear frame finite-element models,” *J. Struct. Eng.*, vol. 123, no. 7, pp. 958–966, 1997.
  - [42] E. Spacone, F. C. Filippou, and F. F. Taucer, “Fibre beam—column model for non-linear analysis of R/C frames: Part I. Formulation,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 25, no. 7, pp. 711–725, 1996.
  - [43] K.-J. Bathe and E. L. Wilson, “Numerical methods in finite element analysis,” 1976.
  - [44] R. Bento, R. Pinho, and C. Bhatt, “Nonlinear static procedures for the seismic assessment of the 3D irregular spear building,” *Nonlinear Static Methods Des. 3D Struct.*, pp. 100–110, 2008.
  - [45] S. Bae and O. Bayrak, “Plastic hinge length of reinforced concrete columns,” *ACI Struct. J.*, vol. 105, no. 3, p. 290, 2008.
  - [46] M. Inel and H. B. Ozmen, “Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings,” *Eng. Struct.*, vol. 28, no. 11, pp. 1494–1502, 2006.
  - [47] M. H. Scott and G. L. Fenves, “Plastic Hinge Integration Methods for Force-Based Beam—Column Elements,” *J. Struct. Eng.*, vol. 132, no. 2, pp. 244–252, 2006.
  - [48] M. Fomento, *Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08)*. 2008, pp. 35176–35178.
  - [49] B. Standard, “Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance,” *Part*, vol. 1, pp. 1991–1998, 2005.
  - [50] F. López-Almansa, D. Domínguez, and a. Benavent-Climent, “Vulnerability analysis of RC buildings with wide beams located in moderate seismicity regions,” *Eng. Struct.*, vol. 46, pp. 687–702, 2013.

- [51] D. Dominguez, F. Lopez Almansa, and A. Benavent Climent, "Comportamiento, para el terremoto de Lorca de 11-05-2011, de edificios de vigas planas proyectados sin tener en cuenta la acción sísmica," *Inf. la Construcción*, vol. 66, no. 533, 2014.
- [52] A. Benavent-Climent, "An energy-based method for seismic retrofit of existing frames using hysteretic dampers," *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 31, no. 10, pp. 1385–1396, 2011.
- [53] A. Benavent-Climent, L. Pujades, and F. Lopez-Almansa, "Design energy input spectra for moderate-seismicity regions," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 31, no. 5, pp. 1151–1172, 2002.
- [54] A. Benavent-Climent, F. López-Almansa, and D. A. Bravo-González, "Design energy input spectra for moderate-to-high seismicity regions based on Colombian earthquakes," *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 30, no. 11, pp. 1129–1148, 2010.
- [55] A. U. Yazgan, "Proposal of energy spectra for earthquake resistant design based on Turkish registers," 2012.
- [56] F. López-Almansa, A. U. Yazgan, and A. Benavent-Climent, "Design energy input spectra for high seismicity regions based on Turkish registers," *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 11, no. 4, pp. 885–912, 2013.
- [57] H. Akiyama, *Earthquake-resistant limit-state design for buildings*. Univ of Tokyo Pr, 1985.
- [58] H. Kuwamura, Y. Kirino, and H. Akiyama, "Prediction of earthquake energy input from smoothed Fourier amplitude spectrum," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 23, no. 10, pp. 1125–1137, 1994.
- [59] P. Fajfar and T. Vidic, "Consistent inelastic design spectra: hysteretic and input energy," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 23, no. 5, pp. 523–537, 1994.